

論文 高架橋上の PC 電化柱に対する耐震補強

築嶋 大輔*1・佐々木 崇人*2・草野 英明*3

要旨: 東北地方太平洋沖地震により、高架橋上の PC 電化柱に大規模な被害が生じたことを契機に、高架橋上の PC 電化柱の耐震性向上が喫緊の課題となっている。しかしながら、高架橋上の PC 電化柱の補強は、狭隘な作業空間で、夜間の短い列車間合いで施工しなければならない難しい工事で課題も多い。今回、既存の PC 電化柱の一部を変形性能に優れた塑性ヒンジとなるよう鋼板巻 RC 構造に改築する補強する工法について、施工試験および実物の RC 電化柱の一部を切り取った補強試験体により交番載荷試験を実施し、短時間で施工可能で、大幅に耐震性能が向上することを確認した。

キーワード: PC 電化柱, 鋼板巻 RC, 耐震補強, 狭隘箇所, じん性率

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震により東北新幹線高架橋上のプレストレストコンクリート電化柱（以下、PC 電化柱）は、写真-1 に示すように折損・傾斜し、復旧に多くの時間を要した。PC 電化柱は、その耐力の範囲内の応答に対しては、残留変位も少なく優れた性能を発揮するが、耐力以上の応答を生じた場合には脆く破壊する。そこで、PC 電化柱の基部付近を変形性能に優れた鋼板巻 RC 構造に改築することで、変形性能を向上させる耐震補強工法を考案した。本論では、当該工法の正負交番載荷試験および施工性試験の結果について述べる。



写真-1 被災した PC 電化柱

2. 補強方法の検討

2.1 補強手法に求められる性能

新幹線の既存高架橋上での PC 電化柱の補強には、様々な設計・施工上の制約がある。補強工法の構造決定にあたり考慮した主な制約条件・設計条件を以下に示す。

- ・高架橋と一体的に施工されている電柱基礎へ影響を与えないよう、改築部分の鋼板巻 RC 断面部分の曲げ耐力を既存電柱の曲げ耐力より強くしない
- ・改築した鋼板巻 RC 部分が塑性ヒンジとしながら、極力既存電化柱の耐力を下回らない

- ・既存電化柱の PC 鋼材切断時に自立可能
- ・PC 電化柱と壁高欄との隙間を 20mm で施工可能
- ・補強体の高さ 1500mm 未満（嵩上げ高欄部）
- ・高架橋本体にアンカー削孔等を必要としない

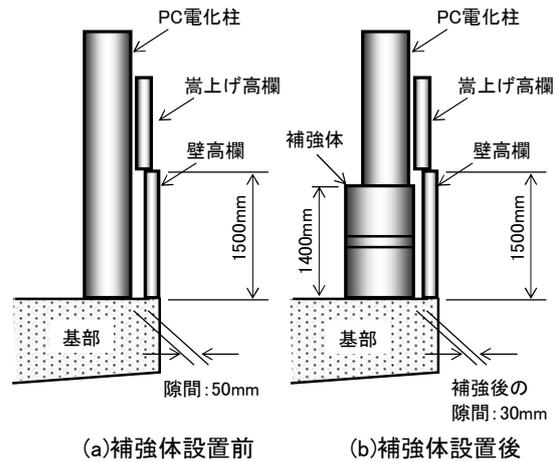


図-1 補強試験体概要図

PC 電化柱と壁高欄との隙間については、PC 電化柱の PC 鋼線を切断する際に使用するワイヤーソーの標準的なワイヤー径 $\phi 10.5\text{mm}$ に加え、補強鋼管厚さ 9mm 程度を想定すると 19.5mm が物理的な最小値となることから 20mm 以上に設定した。

また、補強体の高さは図-1 (a) に示すように、建設当時の壁高欄上に騒音防止を目的とした嵩上げ高欄を設置している箇所が多く、PC 電化柱との隙間が下部の壁高欄より小さいため、図-1 (b) に示すように、嵩上げ高欄の下で施工可能な高さを考慮し、補強体の高さは 1400mm とした。

さらに、あと施工アンカーの削孔位置によって補強鉄筋位置が変わってしまうと塑性ヒンジ部の耐力を制御できなくなるため、図-2 に示すとおり、補強鉄筋を既存の基礎に定着させないことを条件とした。

*1 東日本旅客鉄道 (株) 構造技術センター 課長 (正会員)
 *2 東日本旅客鉄道 (株) 構造技術センター (正会員)
 *3 東鉄工業 (株) 大甕工事所 所長

2. 2 補強の基本構造

高架橋上の既存 PC 電化柱の補強では、基礎部材との耐力協調が必要となるため、改築する鋼板巻 RC 断面部分の曲げ耐力を調整する必要がある。基礎部材の補強を避けるためには、耐力を上げることはできないが、鋼板巻 RC 構造では、PC 構造に比べ残留変位が大きくなる等の課題もあることから、既存電化柱に比べ耐力を下げることも望ましくない。そのため、改築した塑性ヒンジ部の曲げ耐力を既存電化柱と同程度とした上で、補強部上下端の既存電化柱断面で破壊することのない構造とした。

上下の鋼管の長さは、ソケット式接合¹⁾を参考に、外径 $\phi=400\text{mm}$ の PC 電化柱の差し込み長さが 1.5ϕ となる 600mm とし、厚さを 9mm とした。中段部の塑性ヒンジ鋼管の長さは、補強体の高さを 1400mm としたため 200mm とした。PC 鋼線切断位置は補強体高さの中間の PC 電化柱付け根から 700mm となる。

また、壁高欄との隙間 20mm 以上での施工を可能とするため、図-2 に示すとおり、鋼管ユニットを軌道側（図中左側）に偏心させ、壁高欄側の補強鉄筋は鋼管ユニットの外側に配置した。さらに補強鉄筋は高架橋上の基礎に定着させずに、PC 鋼線切断位置より下の PC 電化柱を介して基礎と一体化させる構造とした。具体的には、鋼管は上段・中段・下段の 3 つに分割し、上段・下段を補強鉄筋で繋いでユニット化し、PC 鋼線切断後に中段の塑性ヒンジ部鋼管を配置する構造とした。

なお、補強鉄筋については、ワイヤーソーのワイヤーを通す空間を確保することを考慮し、 $\phi 508\text{mm}$ の補強鋼管に等間隔で 8 本配置する構造とした。

また、高欄と電化柱の隙間が 50mm 以上ある場合は、図-3 (a) (b) (c) の手順に示すとおり、鋼管ユニットを基礎上に仮置きし、PC 電化柱の外周に沿って人力で回転

させて設置する施工を可能とした。

2. 3 試験方法

試験方法は静的正負交番荷重試験とした。基準となる 1δ は $30\text{mm}(30/2000=1/66.7\text{rad})$ に設定し、 1δ の整数倍で変位を増加させた。なお、繰り返し回数は各ステップ 1 回である。また、実験で補強対象とする PC 電化柱は、東北地方太平洋沖地震でも折損被害の多かった $\phi 400\text{mm}\text{-}15\text{t}$ 柱（破壊耐力の規格値 $300\text{kN}\cdot\text{m}$ ）とした。

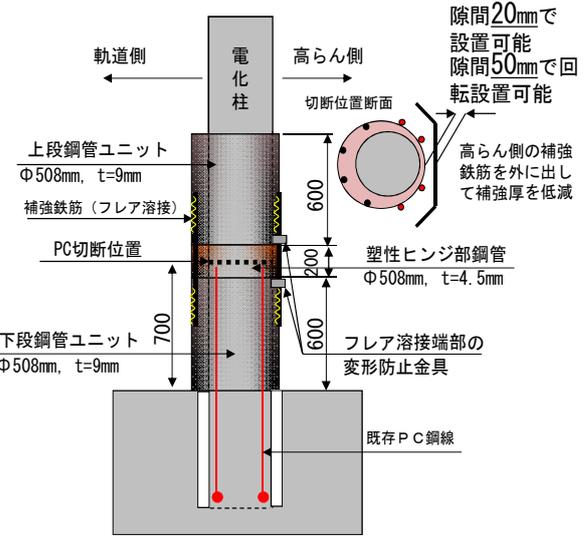


図-2 補強構造概要

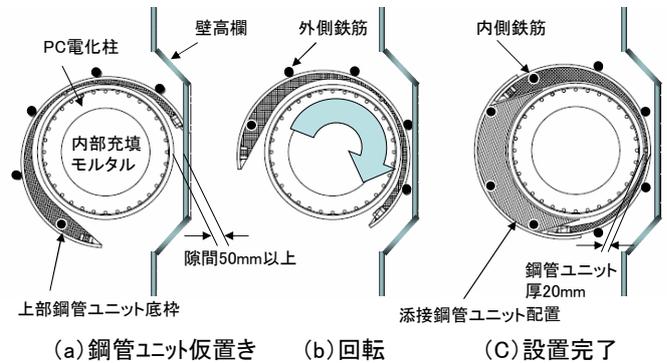


図-3 鋼管ユニット設置手順

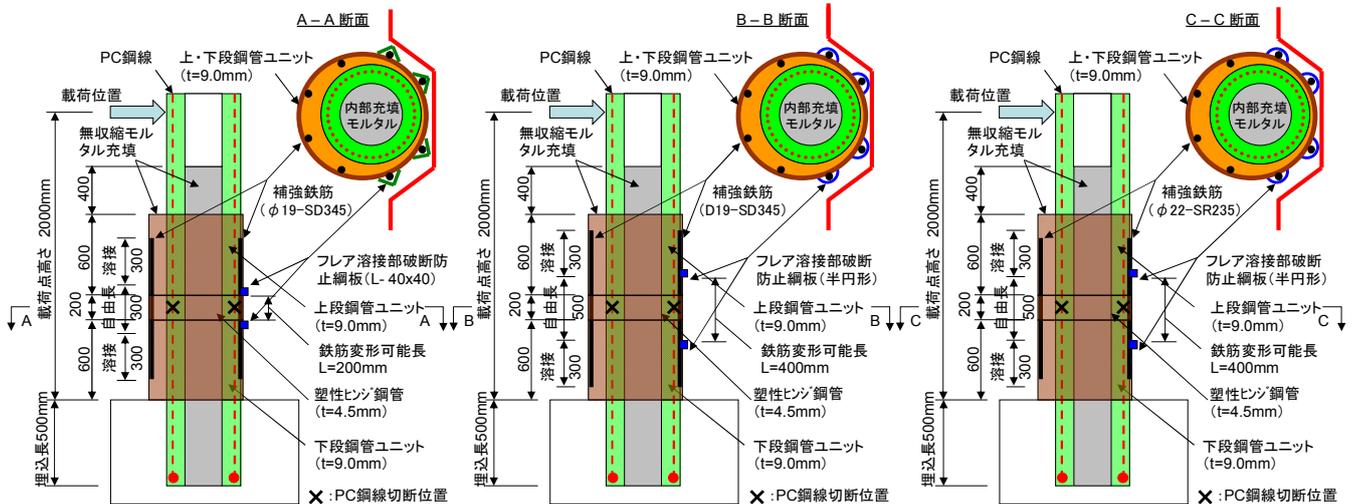


図-4 補強試験体概略図

表-1 補強試験体諸元

補強試験体No.	補強鉄筋自由長	外側配置補強鉄筋変形可能長	補強鉄筋種類	補強鉄筋溶接部破断防止鋼板
No.1 (1期)	300mm	200mm	D19-SD345	L-40x40
No.2 (1期)	500mm	400mm	D19-SD345	半円管
No.3 (2期)	500mm	400mm	φ22-SR235	半円管

表-2 PC 電化柱材料強度

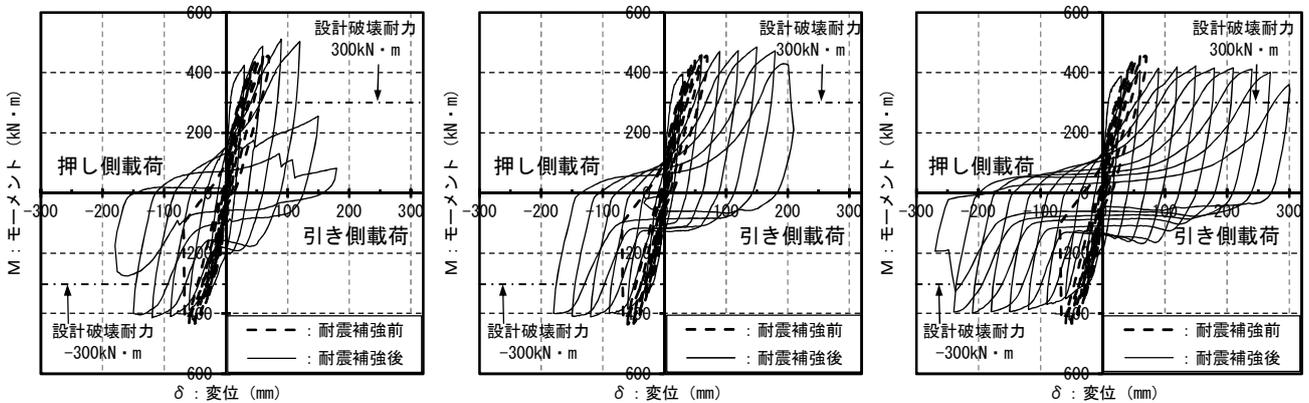
PC電化柱	コンクリート圧縮強度	PC鋼材降伏強度	
		T.W	N.T.W
φ400mm 15t柱	100N/mm ²	1430N/mm ²	1206N/mm ²

T.W (Tension Wire : 緊張鋼材 φ9.0mmx24本)
N.T.W (Non Tension Wire : 非緊張鋼材 φ9.2mmx8本)

表-3 補強試験材料強度

単位: N/mm²

補強試験体No.	フーチングコンクリート圧縮強度	基礎・柱内部無収縮モルタル圧縮強度	鋼板内部無収縮モルタル圧縮強度	鋼板(SS400)				異形鉄筋D19(SD345)		丸鋼φ22(SR235)	
				t=4.5mm		t=9.0mm		降伏強度	引張強度	降伏強度	引張強度
				降伏強度	引張強度	降伏強度	引張強度				
No.1	46.2	66.6	67.5								
No.2	45.0	64.3	62.2	306	442	290	435	389	574	-	-
No.3	52.3	62.0	64.3					-	-	307	443



(a) 補強試験体No.1

(b) 補強試験体No.2

(c) 補強試験体No.3

図-5 モーメント変位曲線

表-4 試験結果一覧

試験体No.	最大耐力(kN·m)		δ _y (mm)	δ _u (mm)	じん性率1 δ _u /δ _y	じん性率2 δ _u /δ _y
	実験値	計算値				
(無補強)	456.9	-	22.0	59.9	2.7	-
No.1	511.0	428.8	7.2	120.0	16.7	3.1
No.2	485.0	428.8	10.8	201.3 (202)	18.6	3.7
No.3	422.0	447.3	8.8	301.0	34.1	4.7

無補強試験体は文献2)における基本試験体No.2
()内の数値は鉄筋の破断伸び量から算定したδ_u

2. 4 補強試験体概要

補強試験体概要を図-4, 補強試験体諸元を表-1に示す。パラメータは補強鉄筋の自由長(上下鋼管との溶接間長さ)および補強鋼材規格(SD345及びSR235)とした。

補強鉄筋の自由長(補強鉄筋の座屈長)を変えることで鉄筋の破断時期, 規格(補強鉄筋の伸び量)を変えるじん性率へ与える影響を確認することとした。

また, SR235を用いた補強試験体No.3は, 鉄筋径が大きくなり, 補強厚が増すものの補強鉄筋の伸び性能向上に伴う変形性能の改善を期待した補強試験体である。

なお, 補強鉄筋溶接部破断防止鋼板は, 外側に配置した補強鉄筋のフレア溶接境界部において, フレア溶接時の熱影響による早期破断を防ぐために設置し, 補強試験体No.1では等辺山形鋼(L-40x40x5), 補強試験体No.2, No.3では, 鋼管ユニットを亜鉛メッキ加工する際に, 必要な隙間を確保するため, 等辺山形鋼から半円管とした。

3. 試験結果

3体の補強試験体のモーメント-変位曲線を図-5, 交

番載荷試験結果の一覧を表-4に示す。なお, 表-4に示す最大耐力の計算値は, 塑性ヒンジ部断面について平面保持の仮定に基づき算定したもので, コンクリートの終局ひずみには鋼管の拘束効果を考慮し6000μ¹)を用いた。

なお, 実験では電柱の一部(2m)を取り出した試験体であるため, 10m程度の高さがある本来の電柱よりもモーメント勾配が大きく塑性ヒンジ部と付け根部との発生モーメント差が1.54倍と大きくなることから, 電化柱付け根での破壊を避けるため, 実際に施工するものよりも補強鉄筋量を減じた上で無補強と同程度の耐力となるよう補強鉄筋の降伏強度を規格値の2割増しと想定して設計した。なお, 電柱付け根部の耐力は, 鋼管ユニットに

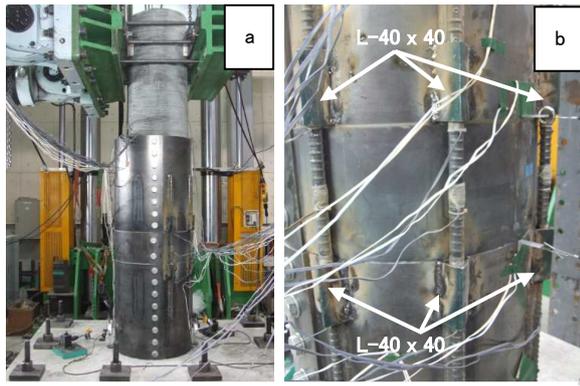


図-6 荷重全景前(a) 塑性ヒンジ部拡大(b)

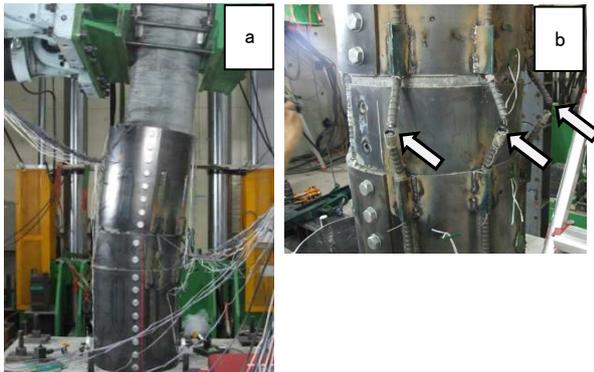


図-7 荷重後全景(a) 補強鉄筋破断位置(b)

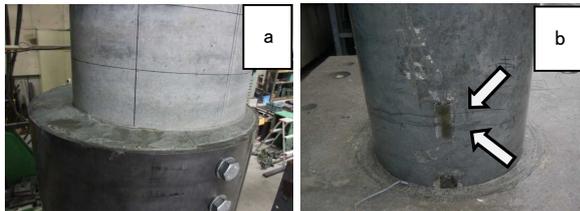


図-8 荷重後鋼管ユニット(a) PC 電化柱基部損傷状況(b)

より補強されることで無補強に対して3割程度増加する³⁾。試験体 No.1 の最大耐力は無補強試験体の 1.12 倍となったが、基部での損傷は認められなかった。

また、 δ_y は補強対象電化柱の破壊耐力の規格値である $300\text{kN}\cdot\text{m}$ 作用時の変位。 δ_u は、耐力力が大きく低下した補強鉄筋破断時の変位である。

じん性率 1 は荷重スパン 2.0m の補強試験体の値、じん性率 2 は、実物大の電化柱の躯体変位を考慮した値で、高さ 10m の電化柱躯体を想定した値を示している。

3. 1 破壊状況

3. 1. 1 補強試験体No.1

2δ の押し側荷重時において下段鋼管ユニット上部が押し側に傾斜し、フーチング上面と下段鋼管ユニット引き側底部との間に 2mm 程度の隙間が生じ、外側に配置されている補強鉄筋の自由長部で外側に 40mm 座屈変形した。これは、引き側の荷重時に外側の鉄筋が塑性域まで伸びた分が押し出されたものである。補強鉄筋が伸びたことにより、塑性ヒンジ鋼管と上下段鋼管ユニットと



図-9 補強試験体No.2 荷重前(a) 荷重完了後(b)

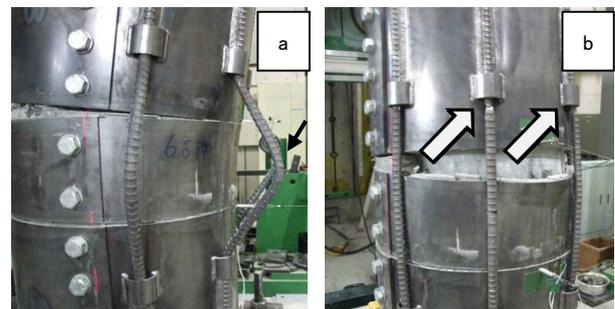


図-10 補強鉄筋座屈状況(a) 補強鉄筋破断(b)

間に隙間が生じ、荷重の進行に伴い内部に充填された無収縮モルタルが粉砕化して隙間から徐々に流出し始める。

補強鉄筋の変形も徐々に大きくなり、 5δ 荷重途中で、補強鉄筋が破断して耐力が低下した。溶接部端部の熱影響部での破断防止を目的に設置した等辺山形鋼が溶接部付近の変形防止として機能したが、補強鉄筋の座屈変形区間が等辺山形鋼間の $L=200\text{mm}$ と短くなったため、鉄筋の自由長中間部での曲げ半径が小さくなり、低サイクル疲労の影響を受けて破断する結果となった。

試験終了後の補強試験体を確認すると、図-8 (a) のとおり PC 電化柱および充填モルタルに損傷は無かった。また、下段鋼管ユニットを撤去して PC 電化柱を確認したところ、図-8 (b) の矢印部で、ひび割れが生じた痕跡が見られたが、荷重を除荷した段階でひび割れが完全に閉じていることから、PC 鋼線の付着も健全な状態であり、塑性ヒンジ部以外は健全な状態を維持していた。

3. 1. 2 補強試験体No.2

2δ の押し側荷重時において下段鋼管ユニット上部が押し側に傾斜し、フーチング上面と下段鋼管ユニット引き側底部との間に 2mm 程度の隙間が生じ、外側に配置されている補強鉄筋の自由長部分で大きく外側に座屈変形した。補強鉄筋の自由長が $L=500\text{mm}$ としているため、補強試験体 No.1 と比較すると変形の座屈長、曲げ半径が大きくなった (図-10 (a))。補強鉄筋の変形状況以外の損傷については、補強試験体 No.1 と同様に塑性ヒンジ

部の破壊が進み、図-9 (b) に示す 7δ 載荷時に、図-10 (b) の矢印部に示した上段鋼管ユニットと補強鉄筋のフレア溶接箇所境界部から約 60mm 下方の位置で補強鉄筋が破断し耐力が低下した。補強鉄筋の破断部には鉄筋が伸びたことによる絞りが確認され、低サイクル疲労ではなく伸び破断したと思われる。

図-5 に示すモーメント-変位曲線は、補強鉄筋の塑性化による伸び、および塑性ヒンジ部の充填モルタルの損傷に伴い塑性ヒンジ部の剛性が低下し逆 S 字のスリップ形状を呈した。塑性ヒンジ部（既存電化柱の切断位置）でのせん断伝達は、充填モルタル、塑性ヒンジ鋼管および補強鉄筋を介して行われ、充填モルタルは損傷するものの鋼管で拘束されているため、図-9(b)および図-10(a)からもわかるように塑性ヒンジ鋼管と上下部鋼管ユニットとの間で水平にずれるような挙動とはなっていない。

参考に、文献 4) に倣って算出した補強鉄筋 (D19, SD345) の破断時伸び量 L_f を用いて、図-9 (b) の状況から鋼管の圧縮縁を回転中心とした場合の塑性ヒンジ部の回転角 (L_f /鋼管ユニット径) から求めた補強試験体変位を表-4 に示す。補強鉄筋の伸び破断量 L_f から求めた補強鉄筋破断時の試験体変位は実験結果と概ね一致する結果となった。破断時の試験体変位も試験体 No.1 の 120mm に対し 201.3mm と大きくなっており、補強鉄筋の自由長を 500mm に伸ばして低サイクル疲労の影響を抑えることで変形性能の改善が見られた。

3. 1. 3 補強試験体 No.3

補強試験体 No.3 は、補強試験体 No.2 と比較して補強鉄筋のみを D19-SD345 ではなく φ22-SR235 とした補強試験体である。

補強試験体 No.2 と同様に、まず 2δ の押し側載荷時においてフーチング上面と下段鋼管ユニット底部との間に 2mm 程度の隙間が生じ、外側に配置されている補強鉄筋の自由長部分で大きく外側に座屈変形した。その後は、他の補強試験体と同様に塑性ヒンジ鋼管と上下段鋼管ユニットとの界面において隙間が生じ、内部に充填された無収縮モルタルが粉砕化して隙間から徐々に流出し、図-12 (a) (b) に示すとおり、9δ の押し側載荷時に、上段鋼管ユニットと補強鉄筋のフレア溶接箇所境界部から 250mm 程度下方の塑性ヒンジ鋼管内部で補強鉄筋が破断し、耐力が低下した。補強鉄筋破断時の補強試験体変位は異形鉄筋を用いた補強試験体 No.2 の約 1.5 倍となる 301mm となり、伸び量の大きい SR235 を用いることで、大幅に変形性能が改善される結果となった。

4. 施工性試験

4. 1 施工の制約条件

既存 PC 電化柱の耐震補強は、夜間列車電間合いでの



図-11 載荷前全景(a) 塑性ヒンジ部拡大(b)

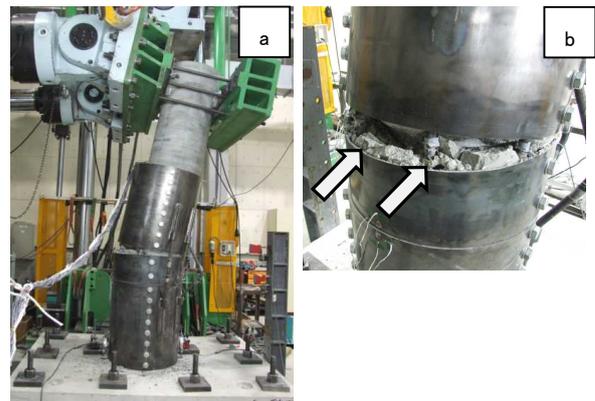


図-12 載荷後全景(a) 補強鉄筋破断位置(b)

作業が基本となるが、新幹線の終電から初電までの間合いの中で、実際に作業可能な時間は 3 時間半程度に限られる。さらに、PC 電化柱と壁高欄との隙間が狭い箇所での施工となることから、実際の作業環境を再現した施工試験により、施工手順を検討した。

4. 2 施工手順

現地の環境を模擬した施工前の状況を写真-2 に示す。PC 電化柱と壁高欄を模擬したパネルとの隙間は、図-3 に示した鋼管ユニットの人力による回転させながらの設置が可能となる 50mm として施工性試験を実施した。

施工手順を以下に示す。

【事前作業】

- ・既存 PC 電化柱に 2 箇所削孔（注入孔・排出孔）し、補強部上端より 1D 以上上まで無収縮モルタルを PC 電化柱内部に充填する（写真-3）。

【第 1 日目】

- ・半割りの鋼板ユニットを基部に仮置きし、PC 電化柱を囲うように配置して、PC 電化柱の外周を沿うように回転させながら設置し、残りの半割り鋼管ユニットをボルト接合し、鋼管ユニットを円形にする（写真-4）。

- ・上下段鋼管ユニットと PC 電化柱との隙間に無収縮モルタルを充填する（写真-5）。

一日目の作業はここで終了とし、無収縮モルタルの硬化を待つ。無収縮モルタルが硬化することで、補強ユニ



写真-2 施工前



写真-3 内部充填モルタル



写真-4 鋼管ユニット設置



写真-5 上・下段部モルタル打設



写真-6 PC 鋼線切断



写真-7 PC 鋼線切断(拡大)



写真-8 塑性ヒンジ鋼管設置



写真-9 塑性ヒンジ部モルタル打設

ットと PC 電化柱が一体となり、PC 鋼線の切断が可能な状態となる。

【第 2 日目】(無収縮モルタル硬化後)

・付け根から 700mm 上の位置で、PC 電化柱内部の充填モルタルを残しながら、PC 鋼材をワイヤーソーにより切断し、塑性ヒンジ部を構築する(写真-6、写真-7)。

・塑性ヒンジ部に塑性ヒンジ鋼管を設置(写真-8)。

・塑性ヒンジ鋼管に予め設置した注入孔より無収縮モルタルを充填する(写真-9)。

施工性試験の結果、第 1 日目の施工時間は 2 時間 10 分、第 2 日目の施工時間 2 時間 30 分となり、高欄との隙間が狭隘な箇所においても、人力施工により目標の 3 時間半の中で十分施工できることを確認した。

5. まとめ

既設高架橋上に設置されている PC 電化柱の耐震補強工法の交番載荷試験、および施工性試験から得られた知見を以下に示す。

5.1 交番載荷試験

(1) PC 電化柱の一部を鋼板巻 RC 構造に改築することで、変形性能を大幅に改善できる。無補強の高さ 10m の PC 電化柱に比べ、じん性率が 3 倍から 5 倍程度となる変形性能の向上が期待できる。

(2) 補強対象に $\phi 400-15t$ の PC 電化柱を想定し、上下の補強鋼管厚さを 9mm とし、長さを電化柱径の 1.5 倍となる 600mm とした本試験においては、補強範囲の上下部の既存 PC 電化柱躯体の損傷は生じず、改築した鋼板巻 RC 部分に塑性ヒンジを誘導することができる。

(3) 本実験では、上記に加え、補強鉄筋の自由長(上下鋼管との溶接間長さ)を 500mm とした場合には、補強

鉄筋の伸び破断となり、低サイクル疲労破断による早期の補強鉄筋破断を避けることができる。

(4) 補強鉄筋に伸び量の大きい SR235 を用いることで、変形性能が大幅に向上する。終局変位は異形鉄筋を用いた場合の 1.5 倍程度となった。

5.2 施工試験

(1) 高欄との隙間が 50mm ある場合には、鋼管ユニットを分割(半割)して回転設置することで、狭隘箇所においても人力で施工可能なことが確認された。

(2) 電柱内へのモルタル充填を事前作業とし、上下鋼管ユニットと電化柱とのモルタル充填までを 1 サイクル、残りの PC 鋼線切断と塑性ヒンジ部鋼管設置、モルタル注入を 2 サイクルと 2 日間に分割して作業することで、夜間作業間合い 3 時間半で施工可能なことが確認された。

参考文献

- 1) 鉄道構造物等設計標準・同解説、鋼とコンクリートの複合構造物、鉄道総合技術研究所編、pp.499-502、2002.12
- 2) 岩田敏道、渡辺一功、草野英明、野澤伸一郎：PC 電化柱の耐震補強工法、SED、No.39、pp.152~161、2012.5
- 3) 海原卓也、小林薫、小林将志、葉山佳秀：PC 電化柱の耐力および変形性能に関する実験結果、SED、No.10、pp.30-39、1995.5
- 4) 大澤章吾、井口重信、杉田清隆、築嶋大輔：軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の限界変位に関する一考察、コンクリート工学年次論文集、Vol.37、No.2、pp.133-138、2015